

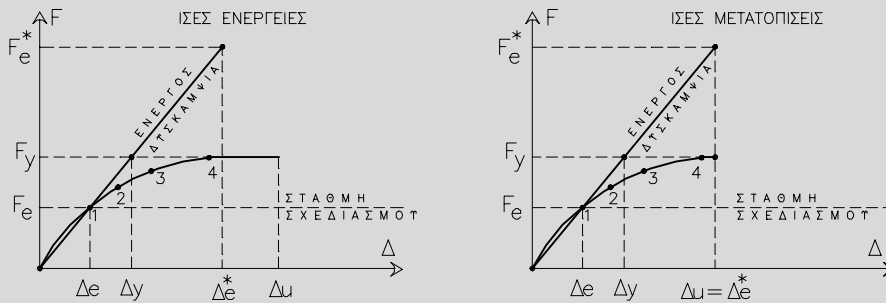
**ΣΕΙΣΜΙΚΗ
ΑΠΟΚΡΙΣΗ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Σ.3.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Σ.3.1.1 Βάσεις υπολογισμού

- [1] Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται, γενικά, η ένταση και η μετακίνηση / παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο του συστήματος λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους. Τα όρια των ανεκτών γεωμετρικών ή άλλων μη-γραμμικοτήτων καθορίζονται στις παρ. 4.1.2.2, 5.2.3 και 5.2.4. Πέραν των ορίων αυτών, καθώς επίσης και στις περιπτώσεις ύπαρξης άλλου τύπου μη-γραμμικοτήτων (μονόπλευροι σύνδεσμοι, κρούσεις, διατάξεις τριβής ή ολίσθησης, κλπ.), απαιτείται μη-γραμμική ανάλυση της απόκρισης.
- [2] Η αναφερόμενη «ισοδύναμη» γραμμική ανάλυση στηρίζεται στις επόμενες παραδοχές, με τις οποίες επιτυγχάνεται γραμμικοποίηση του προβλήματος (σχήμα Σ.3.1.1):



Σχήμα Σ.3.1.1: Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση

- α) Η κατασκευή θεωρείται σαν ένα ιδεατό απεριόριστα ελαστικό σύστημα, με δυσκαμψίες σταδίου II στην περίπτωση του σπλισμένου σκυροδέματος (ρηγματωμένες διατομές).
- β) Η μέγιστη ελαστική απόκριση (F_e^* , Δ_e^*) του παραπάνω συστήματος υπολογίζεται με βάση το φάσμα σχεδιασμού του υποκεφαλαίου 2.3 για $q=1$.
- γ) Η δύναμη σχεδιασμού της κατασκευής F_e , που αντιστοιχεί περίπου στη φάση εμφάνισης της πρώτης πλαστικής άρθρωσης, λαμβάνεται ίση προς $F_e = F_e^*/q$.
- δ) Η μέγιστη μετελαστική μετατόπιση της πραγματικής κατασκευής θεωρείται ίση με την μέγιστη μετατόπιση του απεριόριστα ελαστικού συστήματος ($\Delta_u = \Delta_e^*$).

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q της κατασκευής γράφεται {1}:

3.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

3.1.1 Βάσεις υπολογισμού

- [1] Μέσα στα πλαίσια του παρόντος Κανονισμού θεωρούνται κτιριακές κυρίως κατασκευές, των οποίων η σεισμική απόκριση είναι είτε ελαστική-γραμμική είτε, συνηθέστερα, εμφανίζει υλικές μη-γραμμικότητες και περιορισμένες γεωμετρικές μη-γραμμικότητες (φαινόμενα 2^{ης} τάξης).
- [2] Η σεισμική απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις προκύπτει από μία “ισοδύναμη” γραμμική ανάλυση με την βοήθεια του κατάλληλου φάσματος σχεδιασμού και του αντίστοιχου συντελεστή συμπεριφοράς q .

$$q = \frac{F_e^*}{F_e} = \frac{F_e^*}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_e} = q_d \cdot q_o$$

όπου:

$$q_d = \frac{F_e^*}{F_y} = \frac{\Delta_e^*}{\Delta_y} \quad \text{και} \quad q_o = \frac{F_y}{F_e} = \frac{\Delta_y}{\Delta_e}$$

οι παράγοντες πλαστιμότητας και υπεραντοχής, αντίστοιχα. Ο πρώτος εξαρτάται από το είδος του υλικού, από τον τύπο του δομικού συστήματος και από την ικανότητα παραμόρφωσης και απορρόφησης-διάχυσης ενέργειας με υστερητική απόσβεση στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων. Με την παραδοχή ίσων ενεργειών μεταξύ του απεριόριστα ελαστικού και του ανελαστικού συστήματος προκύπτει $q_d = \sqrt{2\mu - 1}$, ενώ με την παραδοχή ίσων μετατοπίσεων θα έχουμε $q_d = \mu$, όπου $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ ο συντελεστής πλαστιμότητας της κατασκευής. Ο δεύτερος παράγων q_o εξαρτάται από την υπερστατικότητα, από την ικανότητα ανακατανομής των εσωτερικών δυνάμεων και γενικότερα από το διαθέσιμο απόθεμα αντοχής της κατασκευής μετά την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης. Στον Πίνακα 2.6 δίδονται οι τιμές του q , ενώ οι τιμές των μερικών συντελεστών q_d και q_o δεν είναι εύκολο να πινακοποιηθούν.

Επί της παραπάνω διαδικασίας γραμμικοποίησης του προβλήματος παρατηρούνται τα ακόλουθα:

- Η γραμμικοποίηση αφορά τις υλικές μη-γραμμικότητες και όχι τις γεωμετρικές, οι οποίες για τον λόγο αυτό θα πρέπει να τηρούνται υποχρεωτικά σε ανεκτά όρια.
- Η υιοθέτηση της παραδοχής $\Delta_u = \Delta_e^*$ (παραδοχή δ), που οδηγεί στις σχέσεις $q = q_o \cdot \mu$ και $\Delta_u = q \cdot \Delta_e$, ισχύει με καλή προσέγγιση για εύκαμπτα συστήματα με ιδιοπερίοδο $T > 0.6 \text{ sec}$. Για $0.1 < T < 0.6 \text{ sec}$ οι ανελαστικές μετατοπίσεις είναι μεγαλύτερες από τις απεριόριστα ελαστικές (ίσες ενέργειες), οπότε στην περίπτωση αυτή θα έχουμε $\Delta_u = (\mu / \sqrt{2\mu - 1}) \cdot \Delta_e^*$ και $q = q_o \cdot \sqrt{2\mu - 1} < q_o \cdot \mu$. Για το λόγο αυτό αλλά και για άλλους, όπως π.χ. η μεγαλύτερη ευαισθησία στα φαινόμενα 2^{ης} τάξης των εύκαμπτων συστημάτων-γίνεται ανύψωση του κατιόντος κλάδου του φάσματος (εκθέτης 2/3 αντί 1), ώστε να έχουμε σταθερή τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς σε όλο το εύρος των ιδιοπεριόδων.
- Οι τελικές τιμές του q καθορίζονται εμπειρικά με βάση τις παρατηρήσεις των βλαβών σε κτίρια έπειτα από σεισμό.

- [3] Επισημαίνεται ότι οι πραγματικές ανελαστικές μετακινήσεις του συστήματος είναι ανεξάρτητες από τον συντελεστή συμπεριφοράς q , διότι θεωρούνται ίσες με τις μετακινήσεις του απεριόριστα ελαστικού συστήματος. Κατά συνέπεια, οι μετακινήσεις Δ_e που προκύπτουν από τις δυνάμεις σχεδιασμού $F_e = F_e^*/q$ (δηλαδή από την εφαρμογή των φασμάτων σχεδιασμού των εξ. 2.1) θα πρέπει να πολλαπλασιασθούν με το q για να δώσουν τις μετακινήσεις $\Delta_e^* = \Delta_u$ του απεριόριστα ελαστικού συστήματος.
- [4] Βλ. παρ. Σ.2.2.1.[2].
- [5] Η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού θεωρείται ότι καλύπτεται, γενικά, από τους συντελεστές ασφάλειας $\gamma_g = 1.35$ και $\gamma_q = 1.50$ στο συνδυασμό βασικών δράσεων (χωρίς σεισμό), καθώς επίσης και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στις περιπτώσεις κατά τις οποίες η υπόψη συνιστώσα προκαλεί μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων λόγω εφελκυσμού (τοιχοποιίες, διάτμηση υποστυλωμάτων). Επίσης δυσμενής μπορεί να είναι η προς τα άνω δράση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού σε προεντεταμένες δοκούς.

Σ.3.1.2 Μέθοδοι υπολογισμού

- [1] Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και, τέλος, τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.
- Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος δεν απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση, στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης, η οποία όμως "ενισχύεται" κατάλληλα ώστε τα προκύπτοντα αποτελέσματα να βρίσκονται προς την πλευρά της ασφάλειας. Για περισσότερες πληροφορίες σχετικά με τις δύο αυτές μεθόδους παραπέμπουμε στη σχετική βιβλιογραφία {2},{3},{4},{5}.
- [2] Κατά την εφαρμογή των "χρονολογικών" μεθόδων η προκύπτουσα απόκριση είναι εξαιρετικά ευαίσθητη σε μικρομεταβολές των βασικών παραμέτρων του συστήματος (διέγερση, μάζα, δυσκαμψία, απόσβεση). Επίσης στην περίπτωση του μη-γραμμικού υπολογισμού απαιτείται προσεκτική προσομοίωση της ανακυκλικής συμπεριφοράς των πλαστικοποιούμενων περιοχών και εκ των προτέρων γνώση των διαστάσεων των διατομών και του οπλισμού (για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα). Επομένως δεν πρόκειται για μεθόδους σχεδιασμού των φορέων, αλλά για μεθόδους ελέγχου της μετελαστικής συμπεριφοράς τους.
- [3] Η προσφυγή σε χωρικό προσομοίωμα είναι αναπότρεπτη, ακόμα και για κτίρια με δύο άξονες συμμετρίας, λόγω της στρεπτικής επιπόνησης που εισάγει πάντοτε η τυχηματική εκκεντρότητα.

- [3] Για τον υπολογισμό των πραγματικών (μετελαστικών) μετακινήσεων του συστήματος, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τον γραμμικό υπολογισμό με την σεισμική δράση σχεδιασμού θα πολλαπλασιάζονται επί τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς q .
- [4] Οι δύο οριζόντιες και κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες του σεισμού μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς την κατασκευή.
- [5] Επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας III και IV. Στις περιπτώσεις αυτές επιτρέπεται η προσομοίωση και ανάλυση των παραπάνω δομικών στοιχείων σύμφωνα με την παρ. 3.6, ανεξάρτητα από την υπόλοιπη κατασκευή. Επίσης, σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, θα πρέπει να διερευνάται, γενικά, η επίδραση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

3.1.2 Μέθοδοι υπολογισμού

- [1] Προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:
- α) Δυναμική φασματική μέθοδος.
 - β) Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος).
- Το πεδίο και ο τρόπος εφαρμογής των δύο αυτών μεθόδων καθορίζονται στις παρ. 3.4 και 3.5 αντίστοιχα.
- [2] Σε εντελώς ειδικές περιπτώσεις επιτρέπεται, συμπληρωματικά προς τις παραπάνω μεθόδους, η εφαρμογή άλλων δοκίμων μεθόδων υπολογισμού, όπως γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, κλπ. Οι μέθοδοι αυτές θα εφαρμόζονται υπό μορφή πρόσθετων ελέγχων και προς την πλευρά της ασφάλειας.
- [3] Στην περίπτωση των κτιρίων για την εφαρμογή οποιασδήποτε μεθόδου υπολογισμού χρησιμοποιείται, γενικά, χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής.

Σ.3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Σ.3.2.1 Ελευθερίες κίνησης

- [1] Καλύτερο θεωρείται το προσομοίωμα με το οποίο επιτυγχάνεται αναπαραγωγή των σημαντικότερων δυνάμεων αδράνειας με τον μικρότερο αριθμό ελευθεριών κίνησης. Για τον σκοπό αυτό από το λεπτομερές στατικό προσομοίωμα απαλείφονται πρώτα οι ελευθερίες κίνησης στις οποίες αντιστοιχούν μηδενικές μάζες ή μηδενικές ροπές αδράνειας μάζας (στατική σύμπτυξη). Αλλά και περαιτέρω μείωση των ελευθεριών κίνησης επιδιώκεται με την απαλοιφή εκείνων στις οποίες αντιστοιχούν αμελητέες δυνάμεις αδράνειας ή αμελητέες ροπές αδράνειας μάζας (δυναμική σύμπτυξη).
- [2] Με την επιλογή τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο αναπαράγονται πλήρως οι αδρανειακές δυνάμεις και ροπές μέσα στο επίπεδο των στερεών δίσκων των πατωμάτων. Παραλείπονται, βέβαια, οι κατακόρυφες δυνάμεις, οι οποίες όμως είναι αμελητέες για οριζόντια σεισμική διέγερση.
- [3] Στην περίπτωση αυτή απαιτείται η χρήση κατάλληλων επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων με μεγάλο αριθμό ελευθεριών κίνησης.
- [4] Η ελαστική στήριξη συνεπάγεται αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και, γενικά, μείωση των σεισμικών φορτίων, αλλά αύξηση των μετακινήσεων.

Σ.3.2.2 Προσομοίωση των μαζών

- [1] α) Η συνολική μάζα κάθε τμήματος της κατασκευής συνοδεύει τις μεταφορικές ελευθερίες κίνησης, ενώ οι αδρανειακές ροπές συνοδεύουν τις στροφικές ελευθερίες κίνησης.
- β) Η διατήρηση του κέντρου βάρους επιτυγχάνεται σχετικά εύκολα, ενώ η διατήρηση της ροπής αδράνειας των κατανεμημένων μαζών απαιτεί κατάλληλη πύκνωση των συγκεντρωμένων μαζών.
- γ) Κλασική περίπτωση αυτού του είδους αποτελούν οι αδρανειακές ροπές κατά μήκος του άξονα δοκών/στήλων, οι οποίες είναι αμελητέες και επιτρέπουν την απαλοιφή των στροφικών ελευθεριών κίνησης των κόμβων των πλαισίων από το δυναμικό προσομοίωμα.
- [2] Στην περίπτωση αυτή, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών, επιτυγχάνεται πλήρως η διατήρηση του κέντρου βάρους και της αδρανειακής ροπής των κατανεμημένων μαζών περί κατακόρυφο άξονα. Οι αδρανειακές

Η χρήση επίπεδου προσομοιώματος επιτρέπεται έπειτα από σχετική τεκμηρίωση της αξιοπιστίας του.

3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

3

3.2.1 Ελευθερίες κίνησης

- [1] Ο αριθμός και το είδος των ελευθεριών κίνησης εκλέγεται σε κάθε περίπτωση με κριτήριο την απόδοση με επαρκή προσέγγιση όλων των σημαντικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αδράνειας των φορέων.
- [2] Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών αρκεί η θεώρηση τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή).
- [3] Σε κτίρια στα οποία δεν είναι εξασφαλισμένη η παραπάνω διαφραγματική λειτουργία, απαιτείται η εισαγωγή ικανού αριθμού ελευθεριών κίνησης, με κατάλληλη διακριτοποίηση, για την απόδοση της παραμόρφωσης των πλακών μέσα στο επίπεδο τους.
- [4] Η στήριξη των φορέων στο έδαφος θεωρείται, γενικά, στερεά. Επιτρέπεται η εισαγωγή πρόσθετων ελευθεριών κίνησης των σημείων στήριξης (ελαστική στήριξη).

3.2.2 Προσομοίωση των μαζών

- [1] Η διακριτοποίηση των κατανεμημένων μαζών των κατασκευών σε ιδεατές συγκεντρωμένες μάζες γίνεται με τους παρακάτω όρους:
- Κάθε σημείο συγκέντρωσης μάζας εφοδιάζεται με την μάζα και με τις ροπές αδράνειας μάζας του στερεού τμήματος στο οποίο αντιστοιχεί, ανάλογα με τον αριθμό και το είδος των ελευθεριών κίνησης που διαθέτει.
 - Η κατανομή των συγκεντρωμένων μαζών στην έκταση της κατασκευής γίνεται με κριτήριο τη διατήρηση του κέντρου βάρους και των ροπών αδράνειας των κατανεμημένων μαζών.
 - Επιτρέπεται η αιτιολογημένη παράλειψη των ροπών αδράνειας μάζας και η απαλοιφή των αντίστοιχων δυναμικών ελευθεριών κίνησης από το προσομοίωμα.
- [2] Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών, επιτρέπεται η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και της αντίστοιχης ροπής αδράνειας μάζας περι

ροπές περί οριζόντιο άξονα παραλείπονται ως αμελητέες. Σημειώνεται, επίσης, ότι το κέντρο βάρους των μαζών δεν ταυτίζεται, γενικά, με το κέντρο των αξονικών δυνάμεων των κατακόρυφων στοιχείων του κτιρίου.

- [3] Για τον υπολογισμό τοπικών δράσεων (βλ. παρ. 3.7) λαμβάνεται $\psi_1 = 0$, ενώ η τιμή $\psi_2 = 0$ επιτρέπεται όταν δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα. Επίσης, μόνιμες εγκαταστάσεις κτιρίων με μεγάλη μάζα (π.χ. δεξαμενές υγρών, πισίνες, ανθόκηποι, κλπ.) κατατάσσονται στις μόνιμες δράσεις.

Σ.3.2.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

- [1] Η προσομοίωση της δυσκαμψίας μόνο των φερόντων στοιχείων και η αγνόηση των πλινθοπληρώσεων οφείλεται στη μεγάλη διασπορά και αναξιοπιστία της μηχανικής συμπεριφοράς των τελευταίων, καθώς επίσης και στην απατηλή ακρίβεια των μη-γραμμικών μεθόδων υπολογισμού που θα απαιτούσε η ενσωμάτωσή τους στο προσομοίωμα της κατασκευής, ακόμη και με παραδοχή ελαστικής συμπεριφοράς (μονόπλευροι σύνδεσμοι). Ειδικότερα μέτρα για την αντιμετώπιση των προβλημάτων αλληλεπίδρασης σκελετού-πλινθοπληρώσεων βλ. στην παρ. 4.1.7.1.

Δεν απαιτείται, επίσης, η προσομοίωση των κλιμάκων που στηρίζονται ως πρόβολοι σε τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αντίθετα, απαιτείται η προσομοίωση κλιμάκων που στηρίζονται απευθείας ή μέσω πλατυσκάλου σε διαδοχικά πατώματα, λόγω πρόσθετων κινηματικών δεσμεύσεων που εισάγουν. Η θεώρηση, τέλος, της «τέμνουσας» δυσκαμψίας, αντί της αρχικής αποβλέπει στην ρεαλιστικότερη εκτίμηση της παραμόρφωσης του συστήματος (βλ. σχήμα Σ.3.1.1).

- [2] Η ενεργός δυσκαμψία κατά μήκος των δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι μεταβλητή, λόγω μεταβλητής ρηγμάτωσης. Οι συνιστώμενες μέσες τιμές για ολόκληρο το μήκος είναι $0.40E \cdot I_g$ για δοκούς, $0.60E \cdot I_g$ για περιμετρικά υποστυλώματα και για τοιχώματα και τέλος $0.80E \cdot I_g$ για εσωτερικά υποστυλώματα {6}, {7} (I_g = ροπή αδράνειας γεωμετρικής διατομής). Επίσης, το συνιστώμενο συνεργαζόμενο πλάτος πλακοδοκών κατά την ανάλυση του δομικού συστήματος είναι $b_m = 8h_f + b_w$ για αμφίπλευρη πλακοδοκό και $b_m = 3h_f + b_w$ για μονόπλευρη πλακοδοκό.
- [3] α) Πρόκειται για πραγματιστική αντιμετώπιση του προβλήματος που στηρίζεται τόσο στη μακροχρόνια εμπειρία όσο και σε πειραματικά και θεωρητικά δεδομένα της τελευταίας εικοσαετίας. Η αξιοπιστία-της εξαρτάται από την όσο το δυνατό πιο ομοιόμορφη κατανομή των ανελαστικών παραμορφώσεων στην έκταση της κατασκευής και από τον αποκλεισμό άλλων πηγών μη-γραμμικής συμπεριφοράς (βλ. παρ. Σ.3.1.1.[2]).
- β) Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχή συμπεριφοράς (υστερητική απόσβεση) συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.

κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου.

- [3] Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία $G_k + \psi_2 Q_k$, όπου G_k και Q_k είναι οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και ψ_2 μειωτικός συντελεστής που δίδεται από τον Πίνακα 4.1.

3

3.2.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

- [1] Στο προσομοίωμα της κατασκευής θα λαμβάνονται υπόψη όλα τα φέροντα στοιχεία που έχουν σημαντική συμβολή στη δυσκαμψία του συστήματος. Στο πλαίσιο της «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης που κινείται ο παρών κανονισμός, η δυσκαμψία των στοιχείων πρέπει να αποδίδει με επαρκή προσέγγιση την παραμόρφωση υπό τις μέγιστες τάσεις που προκαλούνται από την σεισμική δράση σχεδιασμού. Σε στοιχεία που αναπτύσσουν πλαστικές αρθρώσεις θα χρησιμοποιείται η τέμνουσα δυσκαμψία στο υπολογιστικό σημείο διαρροής.
- [2] Σε περίπτωση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα οι δυσκαμψίες των στοιχείων θα υπολογίζονται με παραδοχή σταδίου II. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η καμπτική δυσκαμψία σταδίου II επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτήν του σταδίου I, χωρίς συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού (δυσκαμψία γεωμετρικής διατομής), για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της παραπάνω τιμής, και για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το 1/2, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) ίση με 1/10 της αντίστοιχης τιμής του σταδίου I.
- [3] Μέσα στα πλαίσια ισχύος των γραμμικών μεθόδων υπολογισμού που δέχεται ο παρών κανονισμός προβλέπεται:
- Η χρήση γραμμικού προσομοιώματος μηχανικής συμπεριφοράς της κατασκευής με την εισαγωγή του κατάλληλου συντελεστή συμπεριφοράς q .
 - Η εξομοίωση όλων των τύπων απόσβεσης (πλην της υστερητικής) με μία ισοδύναμη ιξώδη – γραμμική απόσβεση, η οποία εκφράζεται ως ποσοστό ζ (%) της κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης.

γ) Η ύπαρξη πέραν της υλικής και άλλων πηγών μη-γραμμικότητας καθιστά ουσιαστικά αναξιόπιστη την γραμμικοποίηση του προβλήματος με την χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για τον λόγο αυτό επιβάλλεται η λήψη κατασκευαστικών μέτρων για την υποβάθμιση της σωρευτικής δράσης πολλών φαινομένων μη-γραμμικότητας.

- [4] Πλέον ενδιαφέρουσα είναι η περίπτωση της ελαστικής πάκτωσης στο έδαφος των τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η εκτίμηση των ελαστικών σταθερών ταχείας παραμόρφωσης του εδάφους (π.χ. θεώρηση ενός εύλογου εύρους μεταβολής των τιμών τους).

Σ.3.3 ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Σ.3.3.1 Τυχηματική εκκεντρότητα

- [1] Παράγοντες με προβληματική προσομοίωση είναι οι αποκλίσεις ανάμεσα στην πραγματική (την ώρα του σεισμού) και την υπολογιστική κατανομή μαζών, δυσκαμψιών και αντοχών, καθώς επίσης και οι οριζόντιες συνιστώσες των διαφορικών κινήσεων των σημείων του εδάφους, οι οποίες έχουν ως άθροιστικό αποτέλεσμα την στρεπτική διέγερση της βάσης των κτιρίων (βλ. παρ. Σ.2.2.1.[3]).
- [2] Πρόκειται για χονδρική εκτίμηση ενός μεγέθους που από τη φύση του εμπεριέχει πολλές αβεβαιότητες.

Σ.3.3.2 Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου

- [1] Για καθένα από τα τέσσερα συστήματα εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος, θεωρώντας ταυτόχρονη δράση των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού (σχήμα Σ3.3.2). Σε περίπτωση κτιρίου με άξονα συμμετρίας η μία οριζόντια συνιστώσα του σεισμού εκλέγεται κατά την διεύθυνση του υπόψη άξονα, οπότε η αντίστοιχη μετατόπιση των μαζών γίνεται κάθετα προς τον άξονα συμμετρίας.
- [2] Με την μεθοδολογία του εδάφους αυτού επιτυγχάνεται σημαντικότερη μείωση του όγκου των υπολογισμών σε αρμονία με την αβεβαιότητα της τυχηματικής εκκεντρότητας (δύο δυναμικές και δύο στατικές επιλύσεις στη γενική περίπτωση έναντι των οκτώ δυναμικών επιλύσεων του προηγούμενου εδάφους). Επίσης, στην περίπτωση αυτή δεν είναι δυνατή η εφαρμογή των εξ. (3.11), οπότε για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζεται αναγκαστικά η παρ. 3.4.4.[4].

- Η λήψη κατασκευαστικών μέτρων για την υποβάθμιση ειδικών φαινομένων μη γραμμικότητας (βλ. παρ. 4.1.2.2, 4.1.7 και 5.2.4).

- [4] Κατά την προσομοίωση του εδάφους θεμελίωσης επιτρέπεται, γενικά, η παράλειψη των αδρανειακών και αποσβεστικών του χαρακτηριστικών και η θεώρηση μόνον των ελαστικών (ελατηριακές σταθερές).

3

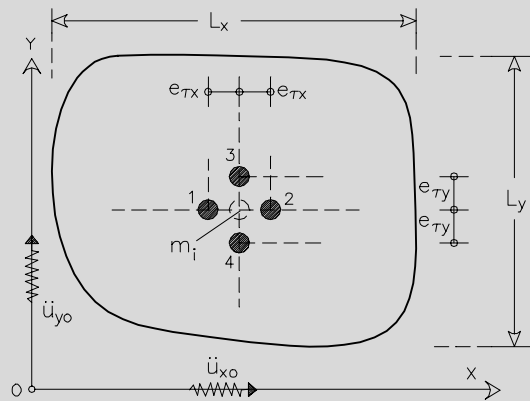
3.3 ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.3.1 Τυχηματική εκκεντρότητα

- [1] Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτιρίου, οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα m_i ή η σεισμική δύναμη F_i κάθε ορόφου θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα e_{ti} του ορόφου i .
- [2] Η τυχηματική εκκεντρότητα e_{ti} λαμβάνεται ίση προς $0.05 \cdot L_i$, όπου L_i το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

3.3.2 Εφαρμογή δυναμικής φασματικής μεθόδου

- [1] Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής οι μάζες m_i των ορόφων θα μετατοπίζονται διαδοχικά εκατέρωθεν του θεωρητικού κέντρου μάζας M_i , σύμφωνα με την προηγούμενη παράγραφο, οπότε προκύπτουν τέσσερα διαφορετικά συστήματα προς ανάλυση με την υπόψη μέθοδο.
- [2] Εναλλακτικά, λόγω της εγγενούς αβεβαιότητας της τυχηματικής εκκεντρότητας, επιτρέπεται η αποτίμηση των αποτελεσμάτων της, χωρίς μετατόπιση των μαζών, μέσω πρόσθετης στατικής φόρτισης από ομόσημα στρεπτικά ζεύγη ίσα προς $\pm 2 \cdot e_{ti} \cdot F_i$ σε κάθε όροφο. Η σεισμική δύναμη F_i του ορόφου, αν δεν υπολογίζεται ακριβέστερα, μπορεί να λαμβάνεται από τη σχέση (3.15) για κάθε διεύθυνση υπολογισμού. Τα προκύπτοντα από τη φόρτιση αυτή αποτελέσματα αθροίζονται αλγεβρικά με τα αποτελέσματα εφαρμογής της δυναμικής φασματικής μεθόδου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού.



Σχήμα Σ 3.3.2: Τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας

Σ.3.3.3 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου

[1] Με τις ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες e_f και e_r (γνωστές και σαν δυναμικές εκκεντρότητες) λαμβάνονται υπόψη οι στρεπτικές ταλαντώσεις των ασύμμετρων κτιρίων για μεταφορική σεισμική διέγερση της βάσης {11}. Σε κτίρια με άξονα συμμετρίας λαμβάνεται $e_f = e_r = 0$ κατά την διεύθυνση υπολογισμού του υπόψη άξονα.

[2] Πραγματικό ελαστικό άξονα διαθέτουν τα πολυώροφα κτίρια στα οποία τα μητρώα δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων είναι ανάλογα μεταξύ τους (ισότροπα συστήματα). Στην περίπτωση αυτή για οποιαδήποτε στρεπτική φόρτιση οι δίσκοι των πατωμάτων στρέφονται γύρω από τον ελαστικό άξονα, ενώ για οποιαδήποτε φόρτιση οριζόντιων στατικών δυνάμεων, οι οποίες ανήκουν στο ίδιο κατακόρυφο επίπεδο και διέρχονται από τον υπόψη άξονα, έχουμε παράλληλη μεταφορά όλων των δίσκων χωρίς στροφή.

Τα συνήθη πολυώροφα κτίρια με τοιχώματα και πλαίσια (μικτά συστήματα) δεν διαθέτουν ελαστικό άξονα, δηλ. στα κτίρια αυτά δεν είναι δυνατός ο καθορισμός κατακόρυφου φορτιστικού επιπέδου των οριζόντιων δυνάμεων που να προκαλεί παράλληλη μεταφορά όλων των δίσκων χωρίς στροφή {8}. Στα κτίρια αυτά μπορεί να ορισθεί ένας άξονας «βέλτιστης» στρέψης (πλασματικός ελαστικός άξονας), ο οποίος χαρακτηρίζεται από την εξής

3.3.3 Εφαρμογή απλοποιημένης φασματικής μεθόδου

- [1] Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής, για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου και σε κάθε διάφραγμα, οι σεισμικές δυνάμεις F_i εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας M_i με τις παρακάτω εκκεντρότητες σχεδιασμού ως προς τον (πραγματικό ή πλασματικό) ελαστικό άξονα του κτιρίου (Σχήμα 3.1):

$$\max e_i = e_{fi} + e_{ti} \dots\dots\dots (3.1.a)$$

$$\min e_i = e_{fi} - e_{ti} \dots\dots\dots (3.1.b)$$

όπου: e_{ti} η τυχηματική εκκεντρότητα και e_{fi} , e_{ti} οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες.

- [2] Ως πραγματικός ή πλασματικός ελαστικός άξονας του κτιρίου ορίζεται ο κατακόρυφος άξονας που διέρχεται από τον πόλο στροφής P_o του πλησιέστερου προς την στάθμη $z_o = 0.8 \cdot H$ διαφράγματος (i_o) του κτιρίου, για στρεπτική φόρτιση όλων των διαφραγμάτων με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +c \cdot F_i$, όπου H το ύψος του κτιρίου και c αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων F_i (π.χ. $c=1$).

ιδιότητα {9},{10}: Εάν το κατακόρυφο επίπεδο των οριζόντιων στατικών σεισμικών δυνάμεων F_i διέρχεται από τον άξονα αυτό, τότε το άθροισμα των τετραγώνων $\sum_i \theta_i^2$ των γωνιών στροφής θ_i των πατωμάτων είναι ελάχιστο.

- [3] Οι κύριες διευθύνσεις x ή y του κτιρίου χαρακτηρίζονται από την εξής ιδιότητα: Εάν το κατακόρυφο επίπεδο των οριζόντιων στατικών σεισμικών δυνάμεων έχει την διεύθυνση x ή y , τότε στη στάθμη $z \cong 0.8H$ θα έχουμε παράλληλη μεταφορά χωρίς στροφή κατά την ίδια διεύθυνση.

- [4] Στην περίπτωση αυτή από την εφαρμογή της εξ. (3.2) προκύπτει κατά κανόνα μικρή τιμή της γωνίας α (π.χ. $\alpha < 10^\circ$) η οποία και αγνοείται. Αν προκύψει μεγάλη τιμή της γωνίας α (π.χ. για $u_{xx} \cong u_{yy}$) το σύστημα διαθέτει απειρία κύριων διευθύνσεων, οπότε και πάλιν λαμβάνεται $\alpha = 0$.

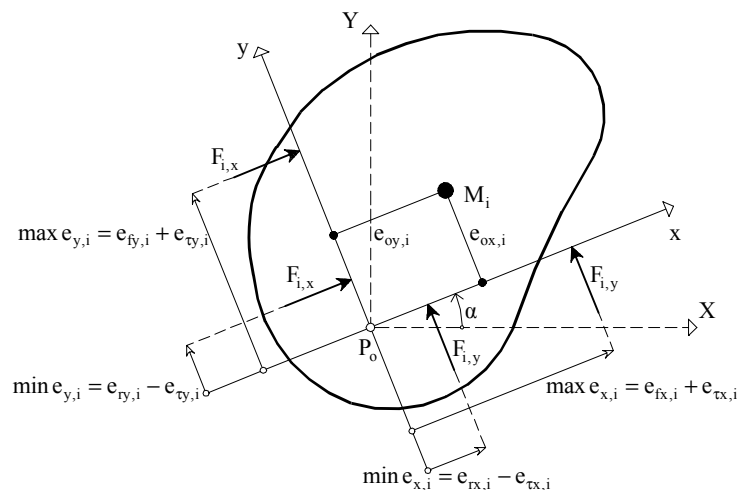
- [5] Οι σχέσεις αυτές δίδουν κατά κανόνα συντηρητικά αποτελέσματα για μέσες και μεγάλες εκκεντρότητες.

- [3] Στη γενική περίπτωση, ο προσανατολισμός των κύριων διευθύνσεων x, y του κτιρίου ως προς το τυχόν σύστημα αναφοράς P_oXY καθορίζεται με την γωνία α της σχέσης:

$$\varepsilon\varphi 2\alpha = \frac{2 \cdot u_{XY}}{u_{XX} - u_{YY}} \dots\dots\dots (3.2)$$

όπου u_{XX}, u_{YY} και $u_{XY} = u_{YX}$ οι μετατοπίσεις του σημείου P_o για τις παρακάτω φορτίσεις του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i :

- Φόρτιση κατά X : u_{XX}, u_{YX}
- Φόρτιση κατά Y : u_{XY}, u_{YY}



Σχήμα 3.1: Εκκεντρότητες σχεδιασμού.

- [4] Στην ειδική περίπτωση κτιρίων με παράλληλη διάταξη των κύριων αξόνων αδράνειας όλων των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, οι κύριες διευθύνσεις x, y του κτιρίου λαμβάνονται παράλληλες προς τους άξονες αυτούς.
- [5] Σε κτίρια χωρίς στρεπτική ευαισθησία, αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες δίδονται από τις

- [6] Σε στρεπτικά ευαίσθητα κτίρια δεν είναι δυνατή η έκφραση των e_f και e_r συναρτήσει μόνο της στατικής εκκεντρότητας e_0 , διότι επηρεάζονται έντονα από την ακτίνα δυστροπίας ρ του κτιρίου {11}. Επίσης, στην περίπτωση αυτή η e_r για μικρές εκκεντρότητες προκύπτει πολλές φορές αρνητική.
- [7] Ένα κτίριο χαρακτηρίζεται ως στρεπτικά ευαίσθητο, όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης έχει δεσπόζοντα στρεπτικό χαρακτήρα {11}, {2}.

προσεγγιστικές σχέσεις:

$$e_{fi} = 1.50 \cdot e_{oi}, \quad e_{ri} = 0.50 \cdot e_{oi} \quad \dots \dots \dots (3.3.α, β)$$

όπου e_{oi} η στατική εκκεντρότητα του ορόφου i κάθετα προς την θεωρούμενη διεύθυνση των δυνάμεων (δηλ. $e_{ox,i}$ ή $e_{oy,i}$).

[6] Σε κτίρια με στρεπτική ευαισθησία απαιτείται είτε ακριβέστερος υπολογισμός των e_{fi}, e_{ri} συναρτήσει της στατικής εκκεντρότητας e_{oi} και της ακτίνας δυστρεψίας ρ (βλ. Παράρτημα ΣΤ), είτε εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου.

[7] Ένα κτίριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο, όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση (x ή y) η ακτίνα δυστρεψίας $\rho_{m,i}$ ως προς το κέντρο μάζας M_i κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη ή ίση από την ακτίνα αδράνειας r_i του διαφράγματος ($\rho_{m,i} \leq r_i$). Οι ακτίνες δυστρεψίας $\rho_{mx,i}$ και $\rho_{my,i}$ κατά τις κύριες διευθύνσεις x και y του κτιρίου δίδονται από τις σχέσεις:

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{\rho_x^2 + e_{ox,i}^2} \quad \dots \dots \dots (3.4.α)$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{\rho_y^2 + e_{oy,i}^2} \quad \dots \dots \dots (3.4.β)$$

όπου:

$e_{ox,i}$ και $e_{oy,i}$ οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις των κύριων αξόνων x , y και

ρ_x και ρ_y οι αντίστοιχες ακτίνες δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα, υπολογιζόμενες από τις σχέσεις:

$$\rho_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\theta_z}}, \quad \rho_y = \sqrt{\frac{c \cdot u_x}{\theta_z}} \quad \dots \dots \dots (3.5 α, β)$$

όπου:

u_x, u_y μετατοπίσεις του σημείου P_0 για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις x και y αντίστοιχα και

θ_z γωνία στροφής στο διάφραγμα (i_0) για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές $M_{zi} = +c \cdot F_i \cdot$

Σ.3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Σ.3.4.1 Γενικά

- [1] Θα πρέπει πάντως να μην λησμονείται ότι πρόκειται για μέθοδο γραμμικού υπολογισμού, της οποίας η αξιοπιστία μειώνεται στις περιπτώσεις απότομων καθύψος μεταβολών της αντοχής των κτιρίων.
- [2] Η μέθοδος σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:
- Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
 - Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).
 - Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).
 - Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).
- [3] Αποδεικνύεται ότι, για ισοτροπική διέγερση (βλ. Σ 2.2.1.[2]), η τελική απόκριση μετά τη χωρική επαλληλία είναι ανεξάρτητη από τον προσανατολισμό των δύο οριζόντιων συνιστωσών $\{12\}$. Αντίθετα, η απόκριση εξαρτάται έντονα από τη διεύθυνση κάθε συνιστώσας ξεχωριστά.
- [4] Σε περίπτωση κατασκευών από περισσότερα υλικά απαιτείται ο υπολογισμός για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης του αντίστοιχου ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης από τη σχέση:

$$\zeta = \frac{1}{E} \cdot \sum_i \zeta_i \cdot E_i$$

όπου:

- ζ_i Τα ποσοστά κρίσιμης απόσβεσης των επιμέρους υλικών.
- E_i Τα μέρη της ελαστικής ενέργειας παραμόρφωσης που αντιστοιχούν στα επιμέρους υλικά κατά την θεωρούμενη ιδιομορφή.
- E Η συνολική ελαστική ενέργεια παραμόρφωσης της κατασκευής κατά την θεωρούμενη ιδιομορφή ($E = \sum_i E_i$).

3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

3.4.1 Γενικά

- [1] Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο παρών Κανονισμός.
- [2] Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.
- [3] Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q > 1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.
- [4] Στη συνήθη περίπτωση κατασκευών από το ίδιο υλικό, επιτρέπεται η χρήση σταθερού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ για όλες τις ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος.

Σ.3.4.2 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

- [1] Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Σε κτίρια με υπόγειο η παραπάνω διεπιφάνεια λαμβάνεται στην οροφή του υπογείου, ενώ σε κτίρια που θεμελιώνονται επί πασσάλων λαμβάνεται στην άνω επιφάνεια των πασσάλων. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- [2] Η περίπτωση αυτή εμφανίζεται σπάνια σε κτιριακές κατασκευές και μπορεί, επίσης, να οφείλεται σε ανεπιτυχή μοντελοποίηση (εισαγωγή μη σημαντικών ελευθεριών κίνησης και αντιστοιχων παρασιτικών ιδιομορφών ταλάντωσης). Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται ακριβέστερα με την θεώρηση μιας "κατάλοιπης ιδιομορφής" (residual mode) του συστήματος με συνολική μάζα $\Delta M = M - \sum M_i$ και φασματική επιτάχυνση ίση προς την επιτάχυνση $\gamma_1 \cdot A$ του εδάφους {5}. Οι επιπτώσεις, τέλος, από το έλλειμμα δρώσας μάζας ΔM είναι περισσότερο αισθητές στις αντιδράσεις στήριξης παρά στις εσωτερικές δυνάμεις της ανωδομής.
- [3] Η συμμετοχή των ιδιομορφών αυτών στη συνολική απόκριση θεωρείται πάντοτε σημαντική.

Σ.3.4.3 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων

- [1] Σε περίπτωση θεώρησης διαφορετικού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης για κάθε ιδιομορφή η συνθήκη (3.6) γράφεται:

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1 \cdot \sqrt{\zeta_i \cdot \zeta_j}$$

όπου ζ_i και ζ_j τα ποσοστά (σε %) της κρίσιμης απόσβεσης των δύο ιδιομορφών.

- [2] Οι ιδιομορφικές τιμές A_i, B_i, \dots των διαφόρων μεγεθών έντασης ή μετακίνησης που προκύπτουν γραμμικά από την ιδιομορφή (i) διαθέτουν καθορισμένο πρόσημο, πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας και συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Αντίθετα, οι πιθανές ακραίες τιμές των υπόψη μεγεθών $e_x A, e_x B, \dots$ δεν έχουν καθορισμένο πρόσημο, δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα δεν είναι δυνατόν να ικανοποιούν τις συνθήκες ισορροπίας ή συμβιβαστού των παραμορφώσεων. Ο κανόνας (3.7) της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας είναι διεθνώς γνωστός ως CQC-κανόνας (Complete Quadratic Combination), ενώ ο κανόνας (3.9) της απλής τετραγωνικής επαλληλίας είναι διεθνώς γνωστός ως SRSS-κανόνας (Square Root of the Sum of the Squares). Τέλος, σε περίπτωση χρήσης διαφορετικού ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ανά

3.4.2 Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

- [1] Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος.
- [2] Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.03 \text{ sec}$, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$.
- [3] Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0.20 \text{ sec}$ λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

3.4.3 Επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων

- [1] Δύο ιδιομορφές i και j ($i < j$) με ιδιοπερίόδους T_i και T_j ($T_i \geq T_j$) θεωρούνται ασυσχέτιστες όταν:

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1\zeta \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

όπου ζ (σε %) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών.

- [2] Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές ex A τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίδονται από τη σχέση:

$$\text{ex } A = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\epsilon_{ij} \cdot A_i \cdot A_j)} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

όπου A_i ($i = 1, 2, \dots$) οι ιδιομορφικές τιμές του μεγέθους A και:

$$\epsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{10^4 \cdot (1-r^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

ιδιομορφή, ο συντελεστής συσχέτισης ε_{ij} υπολογίζεται από την σχέση:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \sqrt{\zeta_i \cdot \zeta_j} \cdot (\zeta_i + r \cdot \zeta_j) \cdot r^{3/2}}{10^4 \cdot (1 - r^2)^2 + 4 \cdot \zeta_i \cdot \zeta_j \cdot r \cdot (1 + r^2) + 4 \cdot (\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \cdot r^2}$$

- [3] Οι κανόνες τετραγωνικής επαλληλίας εφαρμόζονται άμεσα για το υπολογιζόμενο κάθε φορά μέγεθος με βάση τις ιδιομορφικές τιμές του υπόψη μεγέθους. Έτσι, π.χ. κατά την κάμψη με ορθή δύναμη η ακραία τιμή ε_{σ} της ορθής τάσης σ υπολογίζεται συναρτήσει των ιδιομορφικών τιμών της με τους κανόνες τετραγωνικής επαλληλίας (3.7) ή (3.9) και όχι συναρτήσει των ακραίων τιμών $\varepsilon_{\sigma M}$ και $\varepsilon_{\sigma N}$ της ροπής κάμψης και της ορθής δύναμης N . Ο περιορισμός αυτός δεν ισχύει στην περίπτωση που το παράγωγο μέγεθος εξαρτάται από ένα μόνο εντατικό μέγεθος (π.χ. ορθή τάση από απλή κάμψη).

Σ.3.4.4 Χωρική επαλληλία

- [1] Το πρόσημο του $\varepsilon_{\sigma A}$ είναι ακαθόριστο και οι ακραίες τιμές των διαφόρων μεγεθών απόκρισης δεν είναι, γενικά, ταυτόχρονες.
- [2] Αποδεικνύεται ότι το πεδίο των πιθανών ταυτόχρονων τιμών δύο παραμέτρων απόκρισης είναι μία έλλειψη, τριών παραμέτρων απόκρισης είναι ένα ελλειψοειδές και περισσότερων παραμέτρων απόκρισης είναι ένα υπερελλειψοειδές $\{2\}, \{5\}, \{6\}, \{12\}$. Στη θετική τιμή του $\varepsilon_{\sigma A}$ αντιστοιχεί καθορισμένη τιμή $B_{,\Delta}$ του μεγέθους (θετική ή αρνητική) και στην αρνητική τιμή του αντιστοιχεί η τιμή $-B_{,\Delta}$ του μεγέθους B .

ο συντελεστής συσχέτισης των δύο ιδιομορφών i και j ($\varepsilon_{ii} = 1, \varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$). Για τις ασυσχέτιστες ιδιομορφές λαμβάνεται $\varepsilon_{ij} = 0$ και αν όλες οι ιδιομορφές είναι ασυσχέτιστες θα έχουμε:

$$ex A = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2} \dots\dots\dots (3.9)$$

- [3] Δεν επιτρέπεται, γενικά, η χρήση των ακραίων τιμών δύο ή περισσότερων μεγεθών για τον υπολογισμό της ακραίας τιμής ενός άλλου παράγωγου μεγέθους.

3.4.4 Χωρική επαλληλία

- [1] Για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, οι πιθανές ακραίες τιμές $ex A$ τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίδονται από τη σχέση:

$$ex A = \pm \sqrt{(ex A_{,x})^2 + (ex A_{,y})^2 + (ex A_{,z})^2} \dots\dots\dots (3.10)$$

όπου $ex A_{,x}$, $ex A_{,y}$ και $ex A_{,z}$ οι πιθανές ακραίες τιμές του υπόψη μεγέθους για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x , y και z , αντίστοιχα (εξ. 3.7 ή 3.9).

- [2] Η πιθανή ταυτόχρονη προς την $ex A$ τιμή $B_{,A}$ ενός άλλου μεγέθους απόκρισης B δίδεται από τη σχέση:

$$B_{,A} = \frac{P_{AB}}{ex A} \dots\dots\dots (3.11.a)$$

όπου:

$$P_{BA} = P_{AB} = \sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} \cdot (A_{i,x} \cdot B_{j,x} + A_{i,y} \cdot B_{j,y} + A_{i,z} \cdot B_{j,z}) \dots\dots\dots (3.11.b)$$

ο παράγων συσχέτισης των μεγεθών A, B και

$$(A_{i,x}, B_{j,x}), (A_{i,y}, B_{j,y}), (A_{i,z}, B_{j,z}), \quad i, j = 1, 2, \dots, N$$

οι ιδιομορφικές τιμές των μεγεθών A και B για ανεξάρτητη σεισμική δράση κατά τις διευθύνσεις x , y και z , αντίστοιχα.

- [3] Για την διαστασιολόγηση στοιχείων στα οποία οι ορθές τάσεις και οι διατμητικές τάσεις υπολογίζονται με γραμμικές σχέσεις από τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη διατομής (π.χ. στοιχεία από χάλυβα ή ξύλο), αρκεί ο απ' ευθείας υπολογισμός των $ex \sigma$ ή $ex \tau$ βάσει της εξ. (3.10). Σε στοιχεία όμως από οπλισμένο σκυρόδεμα οι σχέσεις τάσεων-εντατικών μεγεθών δεν είναι γραμμικές λόγω ρηγματώσης και μη-γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών, οπότε ο προηγούμενος άμεσος έλεγχος τάσεων δεν είναι δυνατός. Στην περίπτωση αυτή, αντί των τάσεων, χρησιμοποιείται ο "δυσμενής συνδυασμός" των πιθανών ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών, ο οποίος μπορεί να καθοριστεί με την γραφαναλυτική μέθοδο του Gurta {5} ή με τη μέθοδο της ακραίας τάσης {12}. Πιο εύχρηστη όμως είναι η θεώρηση των προσεγγιστικών "δυσμενών συνδυασμών" του παρόντος εδάφιου, οι οποίοι υπολογίζονται άμεσα με τη βοήθεια των εξ. (3.10) και (3.11). Έτσι π.χ. στη συνήθη περίπτωση της διαξονικής κάμψης των υποστυλωμάτων με ορθή δύναμη θα έχουμε τους επόμενους έξι (2x3) συνδυασμούς εντατικών μεγεθών διατομής, ανεξάρτητα από τον αριθμό των συνιστωσών του σεισμού:

$$\Sigma_1 = -\Sigma_4 = \begin{bmatrix} ex M_\xi \\ M_{\eta, M_\xi} \\ N_{\zeta, M_\xi} \end{bmatrix}, \quad \Sigma_2 = -\Sigma_5 = \begin{bmatrix} M_{\xi, M_\eta} \\ ex M_\eta \\ N_{\zeta, M_\eta} \end{bmatrix}, \quad \Sigma_3 = -\Sigma_6 = \begin{bmatrix} M_{\xi, N_\zeta} \\ M_{\eta, N_\zeta} \\ ex N_\zeta \end{bmatrix}$$

στους οποίους τα $ex M_\xi$, $ex M_\eta$ και $ex N_\zeta$ εισάγονται πρώτα με θετικό πρόσημο (συνδυασμοί $\Sigma_1, \Sigma_2, \Sigma_3$) και έπειτα με αρνητικό πρόσημο (συνδυασμοί $\Sigma_4, \Sigma_5, \Sigma_6$). Επίσης, αν είναι Σ_0 το διάνυσμα των εντατικών μεγεθών M_{ξ_0}, M_{η_0} και N_{ζ_0} λόγω των φορτίων βαρύτητας από τον συνδυασμό $G_k + P_\infty + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$, η διαστασιολόγηση θα περιλαμβάνει τους έξι συνδυασμούς $\Sigma'_i = \Sigma_0 + \Sigma_i$, ($i = 1, 2, \dots, 6$). Για τις τέσσερις διαφορετικές θέσεις των μαζών του κτιρίου (βλ. παρ. 3.3.2.[1]) θα έχουμε συνολικά $4 \times 6 = 24$ συνδυασμούς εντατικών μεγεθών της διατομής.

- [4] Στη συνήθη περίπτωση της διαξονικής κάμψης υποστυλωμάτων με ορθή δύναμη, θα έχουμε για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού (κατά x, y) τις συμβολικές σχέσεις:

$$S = \pm S_x \pm 0.3 \cdot S_y$$

$$S = \pm 0.3 \cdot S_x \pm S_y$$

από τις οποίες προκύπτουν οι επόμενοι οκτώ συνδυασμοί:

$$S_1 = +S_x + 0.3 \cdot S_y = -S_5$$

- [3] Για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα που επιπονούνται με περισσότερα από ένα εντατικά μεγέθη, αρκεί η διαδοχική θεώρηση της ακραίας τιμής κάθε μεγέθους και των πιθανών ταυτόχρονων (προς την ακραία αυτή τιμή) τιμών των άλλων μεγεθών.

- [4] Εναλλακτικά, αντί της προηγούμενης μεθοδολογίας, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς εντατικών μεγεθών:

$$S = \pm S_x \pm \lambda \cdot S_y \pm \mu \cdot S_z$$

$$S = \pm \lambda \cdot S_x \pm S_y \pm \mu \cdot S_z$$

$$S = \pm \lambda \cdot S_x \pm \mu \cdot S_y \pm S_z$$

όπου $\lambda = \mu = 0.30$. Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα S_x, S_y και S_z παριστάνουν τα διανύσματα των ακραίων τιμών των εντατικών μεγεθών A, B, \dots της εξεταζόμενης διατομής για ανεξάρτητη σεισμική διέγερση κατά τις διευθύνσεις x, y και z , αντίστοιχα. Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού (βλ. παρ. 3.1.1.[5]) ο τρίτος

$$S_2 = +S_x - 0.3 \cdot S_y = -S_6$$

$$S_3 = +S_y + 0.3 \cdot S_x = -S_7$$

$$S_4 = +S_y - 0.3 \cdot S_x = -S_8$$

όπου:

$$S_x = \begin{bmatrix} ex M_{\xi,x} \\ ex M_{\eta,x} \\ ex N_{\zeta,x} \end{bmatrix}, S_y = \begin{bmatrix} ex M_{\xi,y} \\ ex M_{\eta,y} \\ ex N_{\zeta,y} \end{bmatrix}$$

τα διανύσματα των εντατικών μεγεθών της διατομής (κατά τους άξονες ξ , η και ζ) για ανεξάρτητη σεισμική διέγερση κατά x και y αντίστοιχα. Σε κάθε συνδυασμό προστίθεται αλγεβρικά και το διάνυσμα $S_o = [M_{\xi o} \ M_{\eta o} \ N_{\zeta o}]^T$ των εντατικών μεγεθών της διατομής από την δράση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας του συνδυασμού $G_k + P_{\infty} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$, οπότε προκύπτουν οι οκτώ συνδυασμοί $S'_i = S_o + S_i$, ($i=1,2,\dots,8$)¹. Για τις τέσσερις θέσεις των μαζών θα έχουμε τελικά $4 \times 8 = 32$ συνδυασμούς εντατικών μεγεθών της διατομής. Επισημαίνεται πάντως ότι τα στοιχεία των προηγούμενων διανυσμάτων S_x και S_y παριστάνουν ακραίες μη-ταυτόχρονες τιμές των εντατικών μεγεθών M_{ξ} , M_{η} και N_{ζ} της διατομής με ακαθόριστο πρόσημο, οπότε οι πιθανοί συνδυασμοί θα είναι στην πραγματικότητα περισσότεροι. Το γεγονός αυτό καθιστά μάλλον αναπότρεπτη και ασφαλέστερη την απευθείας θεώρηση των ακραίων τιμών όλων των εντατικών μεγεθών ως ταυτόχρονων.

Σ.3.5 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Σ.3.5.1 Γενικά - Πεδίο εφαρμογής

[1,2] Η απλοποίηση της δυναμικής φασματικής μεθόδου στηρίζεται στις επόμενες συντηρητικές παραδοχές {10}, {11}:

- α) Οι δύο οριζόντιες (και κάθετες μεταξύ τους) συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλες προς τις κύριες διευθύνσεις x και y του κτιρίου (άξονες μέγιστης και ελάχιστης δυσκαμψίας).
- β) Για τον υπολογισμό του μεγέθους των σεισμικών φορτίων θεωρείται η ασύζευκτη μεταφορική ταλάντωση του κτιρίου κατά x και y , αγνοώντας τη σύζευξη μεταφορικών-στρεπτικών ταλαντώσεων. Τα αντίστοιχα σεισμικά φορτία $F_{i,x}$ και $F_{i,y}$ καθορίζονται με βάση τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και ιδιομορφή ταλάντωσης κάθε κύριας

συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται $\mu = 0$ στους δύο πρώτους. Επίσης, επιτρέπεται και η συντηρητική διαστασιολόγηση με βάση τις ακραίες τιμές όλων των εντατικών μεγεθών της διατομής, λαμβάνοντας υπόψη όλους τους πιθανούς συνδυασμούς των προσήμων τους.

3.5 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

3.5.1 Γενικά - Πεδίο εφαρμογής

- [1] Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια “ισοδύναμων” σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή σύμφωνα με την παρ. 3.3.3.
- [2] Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

διεύθυνσης, η οποία όμως "προικίζεται" με τη συνολική μάζα M του κτιρίου για να ληφθεί υπόψη η συμβολή και των ανώτερων ιδιομορφών ταλάντωσης.

- γ) Για τον υπολογισμό της θέσης των σεισμικών φορτίων στην κάτοψη λαμβάνεται προσεγγιστικά υπόψη η σύζευξη μεταφορικών-στρεπτικών ταλαντώσεων μέσω των "ισοδύναμων" στατικών εκκεντροτήτων και (βλ. Παράρτημα ΣΤ).
- δ) Για κάθε κύρια διεύθυνση οι σεισμικές στατικές δυνάμεις $F_{i,x}$ και $F_{i,y}$ εφαρμόζονται επάνω στο χωρικό προσομοίωμα του κτιρίου με τη μέγιστη και την ελάχιστη εκκεντρότητα σχεδιασμού και ακολουθεί η στατική επίλυση του υπόψη προσομοιώματος για κάθε περίπτωση φόρτισης. Τέλος, γίνεται χρήση του φάσματος Φ_d ακόμη και για $q=1$, διότι είναι δυσμενέστερο από το Φ_e .
- [3] Η μέθοδος προορίζεται κυρίως για κανονικά κτίρια. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών αποτελεί βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της, διότι στην αντίθετη περίπτωση δεν είναι δυνατή η προσομοίωση της στρεπτικής ταλάντωσης των πατωμάτων. Επισημαίνεται, επίσης, ότι η κατά παρέκκλιση εφαρμογή της μεθόδου σε μη-κανονικά κτίρια μειώνει την αξιοπιστία της, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις κτιρίων με επάλληλες εσοχές.
- [4] Στον παρόντα κανονισμό η κανονικότητα των κτιρίων χρησιμοποιείται μόνον για την επιλογή της μεθόδου υπολογισμού και όχι και για την περαιτέρω κλιμάκωση των τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς q , οι οποίες έχουν καθορισθεί σε σχετικά χαμηλά επίπεδα (βλ. Πίνακα 2.6). Το γεγονός αυτό καθιστά άσκοπη την επιβολή και άλλων συνθηκών κανονικότητας (π.χ. γεωμετρικών), διότι οι σχετικές προς αυτές μη-κανονικότητες αντιμετωπίζονται με τον ίδιο βαθμό αξιοπιστίας από τις δύο μεθόδους γραμμικού υπολογισμού του κανονισμού. Για τους ίδιους λόγους, η θεώρηση της στρεπτικής ευαισθησίας των κτιρίων ως παράγοντα μη-κανονικότητας δεν είναι απαραίτητη, διότι η σχετική μη-κανονικότητα καλύπτεται αρκετά αξιόπιστα με τον ακριβέστερο υπολογισμό των «ισοδύναμων» στατικών εκκεντροτήτων e_f και e_r (βλ. Παράρτημα ΣΤ). Σημειώνεται, τέλος, ότι σε συστήματα με δεσπόζουσα διατμητική παραμόρφωση των κατακόρυφων στοιχείων θα πρέπει να χρησιμοποιείται η διατμητική δυσκαμψία $G \cdot A_s / h$ αντί της καμπτικής $E \cdot I / h$.

- [3] Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:
- α) Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.
 - β) Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων σε οποιαδήποτε σεισμική ζώνη και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ3 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.
- [4] Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:
- α) Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους. Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.
 - β) Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της σχετικής δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35K_i$ και $0.50K_i$, αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών $E \cdot I/h$ των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.
 - γ) Η αύξηση ή μείωση $\Delta m_i = m_{i+1} - m_i$ της μάζας m_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0.35m_i$ και $0.50m_i$, αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Σ.3.5.2 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία

- [1] Η σχέση (3.12) είναι συντηρητική για δύο λόγους: πρώτον, διότι η πραγματική δρώσα μάζα της θεμελιώδους ιδιομορφής είναι πάντοτε μικρότερη από την M και δεύτερον, διότι η συζευγμένη ιδιοπερίοδος είναι πάντοτε μεγαλύτερη από την ασύζευκτη T , οπότε η φασματική επιτάχυνση $\Phi_d(T)$ προκύπτει μεγαλύτερη ή ίση προς την πραγματική του συζευγμένου συστήματος.

- [2-4] Με την πρόσθετη δύναμη V_H επιδιώκεται να καλυφθεί η αυξημένη τέμνουσα δύναμη που εμφανίζεται στους τελευταίους ορόφους των εύκαμπτων κτιρίων. Με την σχέση (3.14) επιτυγχάνεται ακριβέστερη καθύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων σε κάθε περίπτωση, ενώ η προσεγγιστική σχέση (3.15) είναι κατάλληλη για κανονικά μικτά συστήματα στα οποία η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης λαμβάνεται ευθύγραμμη (τριγωνική κατανομή).

3.5.2 Ισοδύναμα σεισμικά φορτία

- [1] Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_o = M \cdot \Phi_d(T) \dots\dots\dots (3.12)$$

όπου:

M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$\Phi_d(T)$ είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, όπως προκύπτει από τις εξ. (2.1) και

T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής. Σε ορθογωνική κάτοψη επιτρέπεται η εφαρμογή του παρακάτω εμπειρικού τύπου για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0.09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{H}{H + \rho \cdot L}} \dots\dots\dots (3.13)$$

όπου:

H το ύψος του κτιρίου,

L το μήκος του κτιρίου κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού και

ρ ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς την συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων.

- [2] Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j}, \quad i, j = 1, 2, \dots, N \dots\dots\dots (3.14)$$

όπου:

m_i είναι η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i,

φ_i είναι η συνιστώσα στη στάθμη i της θεμελιώδους ιδιομορφής μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής,

$V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_o (\leq 0.25 \cdot V_o)$ είναι μία πρόσθετη δύναμη που

Σ.3.5.3 Χωρική επαλληλία

[1-3] Τα οριζόντια σεισμικά φορτία $F_{i,x}$ και $F_{i,y}$ εφαρμόζονται διαδοχικά με τις παρακάτω εκκεντρότητες σχεδιασμού, σύμφωνα με την *παρ. 3.3.3.[1]*:

1. $(\max e_{x,i}, \max e_{y,i})$
2. $(\max e_{x,i}, \min e_{y,i})$
3. $(\min e_{x,i}, \max e_{y,i})$
4. $(\min e_{x,i}, \min e_{y,i})$

εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν $T \geq 1.0 \text{ sec}$ και N είναι ο αριθμός των ορόφων.

- [3] Σε κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j}, \quad i, j = 1, 2, \dots, N \quad (3.15)$$

όπου z_i η απόσταση της στάθμης i από τη βάση.

- [4] Η κατανομή των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τη σχέση (3.15) επιτρέπεται να εφαρμόζεται επίσης στις παρακάτω περιπτώσεις:
- Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1, Σ2 και Σ3 μέχρι δύο ορόφους σε οποιαδήποτε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.
 - Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τρεις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II και III.
 - Μη κανονικά κτίρια σπουδαιότητας Σ1 και Σ2 μέχρι τέσσερις ορόφους στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II.

3.5.3 Χωρική επαλληλία

- [1] Για ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων F_i κατά τις κύριες διευθύνσεις x , y του κτιρίου σύμφωνα με την παρ. 3.3.3, καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων σύμφωνα με την παρ. 3.6, οι πιθανές ακραίες τιμές $ex A$ τυχόντος μεγέθους απόκρισης A υπολογίζονται από τη σχέση:

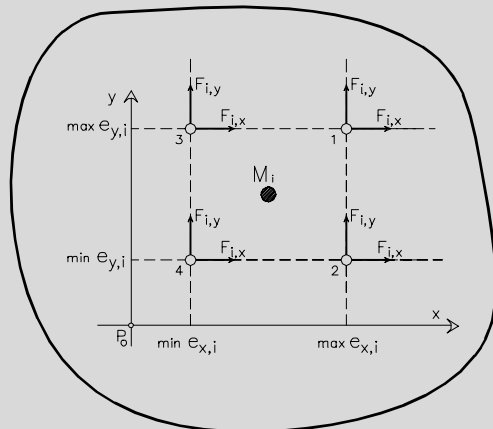
$$ex A = \pm \sqrt{A_{,x}^2 + A_{,y}^2 + A_{,z}^2} \quad (3.16)$$

όπου $A_{,x}$, $A_{,y}$ και $A_{,z}$ οι τιμές του υπόψη μεγέθους (με το πρόσημό τους) για ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις x , y και z , αντίστοιχα.

- [2] Η πιθανή ταυτόχρονη προς την $ex A$ τιμή $B_{,A}$ ενός άλλου μεγέθους απόκρισης B υπολογίζεται από τη σχέση:

$$B_{,A} = \frac{A_{,x}}{ex A} \cdot B_{,x} + \frac{A_{,y}}{ex A} \cdot B_{,y} + \frac{A_{,z}}{ex A} \cdot B_{,z} \quad (3.17)$$

όπου $B_{,x}$, $B_{,y}$ και $B_{,z}$ οι τιμές του μεγέθους B (με το πρόσημό τους) για



Σχήμα Σ.3.5.3.(1): Ταυτόχρονη δράση οριζόντιων σεισμικών φορτίων

οπότε προκύπτουν οι τέσσερις περιπτώσεις ταυτόχρονης στατικής φόρτισης του συστήματος που φαίνονται στο σχήμα Σ 3.5.3.(1). Σε κάθε περίπτωση φόρτισης οι ακραίες τιμές $e_{x,A}$ του τυχόντος μεγέθους απόκρισης A υπολογίζονται με τετραγωνική επαλληλία των επιμέρους τιμών-του $A_{,x}$, $A_{,y}$ και $A_{,z}$ σύμφωνα με την εξ. (3.16) και όχι με αλγεβρική άθροιση. Στη συνέχεια υπολογίζονται και οι «αντίστοιχες» τιμές του τυχόντος άλλου μεγέθους απόκρισης B με την εξ. (3.17). Κατά τα λοιπά ισχύουν αναλλοίωτα όσα έχουν ήδη αναφερθεί στα σχόλια 3.4.4 [1], [2] και [3].

- [4] Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού θα έχουμε:

$$F = \pm F_x \pm 0.3 \cdot F_y$$

$$F = \pm 0.3 \cdot F_x \pm F_y$$

από τις οποίες προκύπτουν οι επόμενοι οκτώ συνδυασμοί:

$$F_1 = + F_x + 0.3 \cdot F_y = -F_5$$

$$F_2 = + F_x - 0.3 \cdot F_y = -F_6$$

$$F_3 = + F_y + 0.3 \cdot F_x = -F_7$$

$$F_4 = + F_y - 0.3 \cdot F_x = -F_8$$

όπου:

ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις x , y και z , αντίστοιχα.

- [3] Για την διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα εφαρμόζεται η μεθοδολογία της *παρ. 3.4.4.[3]*.

3

- [4] Εναλλακτικά, αντί της προηγούμενης μεθοδολογίας, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς στατικών φορτίσεων:

$$F = \pm F_x \pm \lambda \cdot F_y \pm \mu \cdot F_z$$

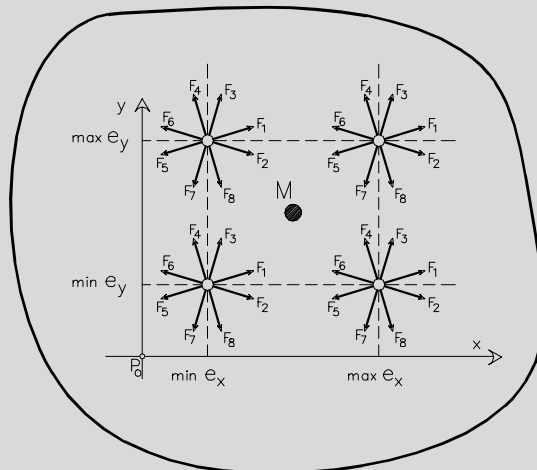
$$F = \pm \lambda \cdot F_x \pm F_y \pm \mu \cdot F_z$$

$$F = \pm \lambda \cdot F_x \pm \mu \cdot F_y \pm F_z$$

όπου $\lambda = \mu = 0.30$. Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα F_x , F_y και F_z παριστάνουν τα διανύσματα των σεισμικών φορτίων κατά τις διευθύνσεις x , y και z και το F παριστάνει την «συνισταμένη» σεισμική φόρτιση. Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού (βλ. *παρ. 3.1.1.[5]*), ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται $\mu = 0$ στους δύο πρώτους.

$$F_x = \begin{bmatrix} F_{1,x} \\ F_{2,x} \\ \cdot \\ \cdot \\ F_{N,x} \end{bmatrix}, F_y = \begin{bmatrix} F_{1,y} \\ F_{2,y} \\ \cdot \\ \cdot \\ F_{N,y} \end{bmatrix}$$

Οι παραπάνω «ποσοστιαίοι συνδυασμοί» των στατικών φορτίσεων κατά x και y εφαρμόζονται διαδοχικά με τις μέγιστες και ελάχιστες εκκεντρότητες σχεδιασμού, οπότε προκύπτουν τελικά $4 \times 8 = 32$ περιπτώσεις στατικών φορτίσεων του κτιρίου (σχ. Σ 3.5.3(4)). Σε κάθε περίπτωση τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη επαλληλίζονται αλγεβρικά με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη από τη δράση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας.



Σχήμα Σ 3.5.3.(4): Ποσοστιαίοι συνδυασμοί οριζόντιων σεισμικών φορτίων.

Σ.3.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

- [1] Τα στηρίγματα των μεμονωμένων φορέων θεωρούνται κατακόρυφα. Σε περίπτωση κεκλιμένων στηριγμάτων θα έχουμε σύζευξη των κατακόρυφων και οριζόντιων ελευθεριών κίνησης στους κόμβους στήριξης, οπότε απαιτείται καθολική προσομοίωση του συστήματος και για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

3.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

- [1] Ο έλεγχος μεμονωμένων φορέων για κατακόρυφη σεισμική διέγερση μπορεί να γίνει με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο ως ακολούθως:
- α) Η κατακόρυφη σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στήριξης του φορέα.
 - β) Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα υπολογίζεται με τον τύπο του Rayleigh:

- [2,3] Ακριβέστερη μορφή επαλληλίας μπορεί να εφαρμοσθεί σύμφωνα με την παρ. 3.5.3 ή την παρ. 3.4.4 σε περίπτωση εφαρμογής της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οριζόντια σεισμική δράση. Στην τελευταία αυτή περίπτωση ο τρίτος όρος στο δεύτερο μέλος της εξ. (3.11.β) αντικαθίσταται από τον τρίτο όρο του δεύτερου μέλους της εξ. (3.17).

Σ.3.7 ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑΤΑ ΚΤΙΡΙΩΝ

- [1] Εξωτερική διέγερση για το προσάρτημα αποτελεί η σεισμική απόκριση του σημείου στήριξης, λαμβανομένης υπόψη και της αλληλεπίδρασης κτιρίου-προσαρτήματος.
- [2] Το προσάρτημα θεωρείται σαν μονοβάθμιο σύστημα, του οποίου η μέγιστη επιτάχυνση $\gamma = \varepsilon \cdot g$ λαμβάνεται ίση με το γινόμενο της επιτάχυνσης του κτιρίου $A \cdot (1 + z/H)$ στην στάθμη z επί τον συντελεστή αλληλεπίδρασης β μεταξύ προσαρτήματος-κτιρίου. Η θεωρούμενη εδώ επιτάχυνση κτιρίου (A στη βάση και $2A$ στην κορυφή) αποτελεί συντηρητική περιβάλλουσα των συνήθων επιταχύνσεων σχεδιασμού. Για $T_{\pi} > 2T$ λαμβάνεται $\beta = 1$ (αμελητέα αλληλεπίδραση).

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_i m_i \cdot y_i^2}{\sum_i m_i \cdot y_i}} \dots\dots\dots (3.18)$$

όπου y_i ($i=1,2,\dots,n$) οι μετατοπίσεις των συγκεντρωμένων μαζών m_i λόγω κατακόρυφων φορτίων $m_i \cdot 1$.

γ) Τα κατακόρυφα σεισμικά φορτία υπολογίζονται από τη σχέση:

$$F_i = M \cdot \Phi_{d,v}(T) \cdot \frac{m_i \cdot y_i}{\sum_j m_j \cdot y_j}, \quad (i, j = 1, 2, \dots, n) \dots\dots\dots (3.19)$$

όπου M η ταλαντούμενη μάζα του φορέα, $\Phi_{d,v}(T)$ η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού και (n) ο αριθμός των συγκεντρωμένων μαζών m_i .

- [2] Τα σεισμικά φορτία F_i εφαρμόζονται στατικά επάνω στον φορέα και η προκύπτουσα ένταση, τόσο του ίδιου όσο και των στοιχείων στήριξής του, προστίθεται στην ένταση από τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού, αν δεν εφαρμοσθεί ακριβέστερη μορφή επαλληλίας.
- [3] Η προηγούμενη μέθοδος επιτρέπεται να εφαρμόζεται ανεξάρτητα από την μέθοδο υπολογισμού για την οριζόντια σεισμική διέγερση.

3.7 ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑΤΑ ΚΤΙΡΙΩΝ

- [1] Προσαρτήματα κτιρίων είναι κατασκευές ή τμήματα κατασκευών που δεν αποτελούν οργανικό μέρος του σκελετού όπως π.χ. στηθαία, καπνοδόχοι κλπ. Η σεισμική απόκριση ενός προσαρτήματος επηρεάζεται από την σεισμική απόκριση του κτιρίου επειδή η κίνηση του σημείου στήριξης πάνω στο κτίριο είναι διαφορετική από την κίνηση του εδάφους.
- [2] Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός η οριζόντια σεισμική δύναμη για τον υπολογισμό των προσαρτημάτων και των στοιχείων στήριξης τους υπολογίζεται από την εξίσωση (4.17), όπου ο σεισμικός συντελεστής ε δίδεται από την σχέση:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \beta \cdot (1 + z/H) \dots\dots\dots (3.20)$$

όπου:

$$\alpha = A/g,$$

[3] Οι περιπτώσεις αυτές δεν καλύπτονται από τον παρόντα κανονισμό.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- {1} Uang, Chia-Ming, (1991): «Establishing R (or R_v) and C Factors for Building Seismic Provisions», **Journal of Structural Engineering**, Vol.17, No1, pp. 19-28.
- {2} Αναστασιάδης, Κ., (1989): «**Αντισεισμικές Κατασκευές Ι**», Computer Technics, Θεσσαλονίκη.
- {3} Αναστασιάδης, Κ., (1983): «**Δυναμική των Κατασκευών**», τομ.Ι, ΙΙ, Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.
- {4} Chopra, A. , (1995): «**Dynamics of Structures**», Prentice-Hall.
- {5} Gupta, A.-K., (1992): «**Response Spectrum Method in Seismic Analysis and Design of Structures**», CRC Press, Inc.
- {6} Penelis, G. - Kappos, A., (1997): «**Earthquake-resistant Concrete Structures**», E and FN SPON.
- {7} Paulay, T.- Priestley, M.J.N., (1996): «**Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία**», εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- {8} Αναστασιάδης Κ., (1991): «Η Μέθοδος των Τριών Πόλων», **Τεχνικά Χρονικά, διμηνιαία έκδοση ΤΕΕ, σελ.5-56, τεύχος 5**.
- {9} Μακάριος, Τ. - Αναστασιάδης, Κ., (1997): «Πραγματικός και Πλασματικός Ελαστικός Άξονας Πολυώροφων Κτιρίων: Θεωρία». **Τεχνικά Χρονικά, τόμος 17, τεύχος 1-2, ΤΕΕ**.
- {10} Μακάριος, Τ. - Αναστασιάδης, Κ., (1997): «Πραγματικός και Πλασματικός Ελαστικός Άξονας Πολυώροφων Κτιρίων: Εφαρμογή». **Τεχνικά Χρονικά, τόμος 17, τεύχος 3, ΤΕΕ**.
- {11} Anastasiadis, K. - Athanatopoulou, A. - Makarios, T., (1998): «Equivalent Static Eccentricities in the Simplified Methods of Seismic Analysis of Buildings», **Earthquake Spectra, Vol. 14, Number 1**, p. 1-34.
- {12} Anastasiadis, K., (1993): «Directions Sismiques Defavorables et Combinaisons Defavorables des Efforts», **Annales de l' I.T.B.T.P. No 512**, p. 82-99.

$$\beta = \frac{2}{1 + (1 - T_{\pi} / T)^2} \geq 1, \dots\dots\dots (3.21)$$

T_{π} η ιδιοπερίοδος του προσαρτήματος για πλήρη πάκτωση στο στηρίζον υπόβαθρο,

T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου,

z η στάθμη στήριξης του προσαρτήματος και

H το ύψος κτιρίου.

- [3] Στην περίπτωση εγκαταστάσεων μεγάλης σπουδαιότητας ή επικινδύνων συνιστάται η εκτέλεση ακριβέστερου υπολογισμού με τη χρήση φάσματος απόκρισης του δαπέδου στήριξης και ρεαλιστική προσομοίωση της εγκατάστασης.

